山区公路沿河路基动态失稳机理与防治技术

柴贺军　王俊杰　唐胜传　阎宗岭　贾学明　著

非外借

科学出版社

山区公路沿河路基动态失稳机理与防治技术

柴贺军　王俊杰　唐胜传　阎宗岭　贾学明　著

科学出版社

北京

内 容 简 介

本书综合应用现场调研、室内试验、物理模拟试验、数值模拟和理论研究等方法，在对沿河路基分类的基础上，分析了其失稳破坏特点，研究了其动态失稳机理；研究了路基静止土压力、主动土压力和被动土压力的计算方法；讨论了沿河路基地下水的渗流计算问题，给出了河水位下降过程中的路基地下水浸润线位置的计算方法；提出了一种新的土石混合沿河路基整体稳定性分析方法，讨论了节理化岩质路基稳定性的分析和计算方法；基于沿河路基防护结构常见病害类型及成因机制分析，提出了沿河路基的防护技术概要，并开发了石笼挡土墙路基防护结构。

本书适于交通工程、水利工程、土木工程领域的研究人员、工程技术人员及研究生参考使用。

图书在版编目(CIP)数据

山区公路沿河路基动态失稳机理与防治技术/柴贺军等著. —北京：科学出版社，2017. 11

ISBN 978-7-03-053631-0

Ⅰ. ①山… Ⅱ. ①柴… Ⅲ. ①山区道路-公路路基-失稳-防治 Ⅳ. ①U418. 5

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2017)第 137543 号

责任编辑：周 炜 / 责任校对：桂伟利

责任印制：张 伟 / 封面设计：陈 敬

武汉理工大学 藏書 图書馆

科学出版社出版

北京东黄城根北街 16 号

邮政编码：100717

http://www.sciencep.com

北京九州逸驰传媒文化有限公司 印刷

科学出版社发行 各地新华书店经销

*

2017 年 11 月第 一 版 开本：720×1000 B5

2017 年 11 月第一次印刷 印张：15 1/2

字数：309 000

定价：88.00 元

（如有印装质量问题，我社负责调换）

前　言

沿河路基是山区公路路基的主要类型之一，由于河水的作用，其不仅容易失稳灾变，且维修困难。通常人们将沿河路基的破坏归结为河水的冲刷作用，针对水流对公路路基的冲刷作用，许多专家和学者进行了研究，但未考虑水与岩土体之间的相互作用关系，即没有揭露沿河路基的内在失稳机理，对沿河路基的防护工程和支挡结构物的适宜性研究方面由于未充分考虑其内在灾变，致使在目前此类灾变的评价和治理方面有所欠缺。

本书在国家科技支撑计划项目“西南山区干线公路路基灾变过程控制理论与动态调控技术研究”（项目编号：2015BAK09B00）、交通部基础研究项目“山区公路沿河路基动态失稳机理与防治技术”（项目编号：2005319740090）、交通运输部联合科技攻关项目“沿河路基生态防护及地质环境保护关键技术研究”（项目编号：2006353350240）的资助下，重点开展了沿河路基的灾变机理、涉水路基的稳定性评价方法、在地下水及其动水位作用下孔隙水压力和土压力的计算方法、在滑裂面不规则或者为潜在的不规则滑裂面时涉水路基灾变体的新的稳定性计算方法、沿河路基灾变的新型防护技术的开发与应用等方面的研究。基本形成沿河路基灾变机理、稳定性计算理论、土压力计算方法和一系列防灾减灾特殊技术，近些年在重庆、四川、云南、广东、贵州等地的沿河路基灾变评价和防灾减灾中得到推广和应用。

本书共 8 章，由招商局重庆交通科研设计院有限公司柴贺军、唐胜传、阎宗岭、贾学明和重庆交通大学王俊杰共同撰写，全书由柴贺军统稿。

招商局重庆交通科研设计院有限公司李海平、杨建国、陶丽娜、张昌林、孟云伟，以及研究生胡元鑫、张丽娟、王操、蒋洋等参与了本书的部分研究工作，在此一并致以衷心的感谢。

限于作者水平，书中难免存在不足和不妥之处，敬请读者批评指正。

目　录

前言
第 1 章　绪论 …… 1
1.1　研究背景 …… 1
1.2　研究内容 …… 2
1.3　研究意义 …… 3
1.4　国内外研究现状 …… 3
1.4.1　水在岩土体中的渗流及孔隙水压力的确定 …… 3
1.4.2　地下水对岩体及其裂隙的力学作用 …… 7
1.4.3　降水及河水位变化对路基的影响 …… 9
1.4.4　介质模型及渗固耦合研究现状 …… 10
1.4.5　沿河路基防护工程的主要型式及其特点 …… 12
1.4.6　沿河路基防护工程的防护效果 …… 21
1.4.7　沿河路基支挡结构物选型及设置原则研究现状 …… 22
1.4.8　新型生态防护结构的开发与应用现状 …… 25
参考文献 …… 26
第 2 章　沿河路基动态失稳机理 …… 32
2.1　概述 …… 32
2.2　沿河路基类型 …… 32
2.2.1　按照沿河路基物质组成分类 …… 32
2.2.2　按照沿河路基断面形式分类 …… 33
2.2.3　按照路线走向与河道位置关系分类 …… 34
2.3　沿河路基的失稳变形特点 …… 36
2.3.1　与地质环境的密切相关性 …… 36
2.3.2　致灾原因多样性和复杂性 …… 41
2.3.3　破坏渐进性与突发性并存 …… 42
2.3.4　灾变具有重复性 …… 43
2.3.5　破坏机理具有耦合效应 …… 44
2.4　节理化岩质路基的动态失稳机理 …… 45
2.4.1　节理化岩体 …… 45
2.4.2　地下水对节理化岩体强度的弱化效应 …… 46

此为试读，需要完整PDF请访问：www.ertongbook.com

2.4.3 结构面的空间效应 …… 49
2.5 土石混合路基的动态失稳机理 …… 51
2.5.1 基本概念 …… 51
2.5.2 渗透变形机理 …… 52
2.5.3 渗流与孔隙水压力的关系 …… 53
2.5.4 水位升降对孔隙水压力的影响 …… 56
2.5.5 土石混合料强度指标与含水量的关系 …… 66
2.6 小结 …… 69
参考文献 …… 70
第3章 沿河路基挡墙土压力计算 …… 73
3.1 概述 …… 73
3.1.1 路基排水系统布置形式 …… 73
3.1.2 计算条件 …… 74
3.1.3 稳定渗流场函数 …… 74
3.1.4 孔隙水压力计算 …… 76
3.1.5 动孔隙水压力计算 …… 77
3.2 静止土压力计算 …… 78
3.2.1 路面无超载作用时的静止土压力计算 …… 78
3.2.2 路面作用车辆荷载时的静止土压力计算 …… 80
3.3 Rankine 土压力计算 …… 84
3.3.1 路面无超载作用时的主动土压力计算 …… 85
3.3.2 路面作用车辆荷载时的主动土压力计算 …… 86
3.3.3 路面无超载作用时的被动土压力计算 …… 87
3.3.4 路面作用车辆荷载时的被动土压力计算 …… 88
3.4 Coulomb 土压力计算 …… 90
3.4.1 路面无超载作用时的主动土压力计算 …… 90
3.4.2 路面作用车辆荷载时的主动土压力计算 …… 94
3.4.3 路面无超载作用时的被动土压力计算 …… 97
3.5 动主动土压力计算 …… 101
3.5.1 动主动土压力计算的文献方法 …… 101
3.5.2 动主动土压力计算的新方法 …… 108
3.5.3 讨论 …… 110
3.6 小结 …… 114
参考文献 …… 114

第 4 章　沿河路基地下水渗流计算 …… 117
4.1　沿河路基地下水渗流计算方法 …… 117
4.2　孔隙水压力与有效应力 …… 117
4.3　河水位下降时路基的渗流计算 …… 119
4.3.1　均质无限路基的渗流计算 …… 120
4.3.2　后缘有陡倾不透水边界路基的渗流计算 …… 122
4.4　渗流作用力计算 …… 123
4.4.1　静水压力与浮力 …… 124
4.4.2　渗透力 …… 125
4.4.3　非点接触与岩石裂隙的渗流作用力 …… 126
4.5　路基防护结构基底扬压力计算 …… 127
4.6　坡面出渗的临界坡降计算 …… 128
4.6.1　淹没出渗坡面 …… 128
4.6.2　自由出渗坡面 …… 129
4.7　向上渗流出口的临界坡降计算 …… 130
4.8　节理化岩质路基渗流问题 …… 130
4.8.1　岩石水力学与土体渗流学的差异 …… 131
4.8.2　岩石水力学的数学模型 …… 131
4.9　小结 …… 132
参考文献 …… 132
第 5 章　土石混合沿河路基稳定性研究 …… 133
5.1　概述 …… 133
5.2　地下水作用对路基稳定的影响 …… 133
5.3　河流水流对路基稳定的影响 …… 135
5.3.1　河水影响路基稳定性的主要原因 …… 135
5.3.2　河水影响路基稳定的力学机理 …… 136
5.3.3　河流下蚀深度的计算 …… 139
5.4　路基稳定性评价方法 …… 140
5.4.1　局部稳定性分析 …… 140
5.4.2　整体稳定性分析(I) …… 143
5.4.3　整体稳定性分析(II) …… 145
5.5　路基稳定的数值研究 …… 150
5.6　小结 …… 154
参考文献 …… 155

第 6 章 节理化岩质沿河路基稳定性研究 …… 157
6.1 概述 …… 157
6.1.1 节理化岩体结构特征 …… 157
6.1.2 节理化岩体的失稳模式 …… 159
6.2 节理化岩体结构面的抗剪强度 …… 161
6.2.1 结构面强度性质 …… 161
6.2.2 水对结构面强度的影响 …… 163
6.3 节理化岩质沿河路基失稳的动力学分析 …… 163
6.3.1 几何边界条件 …… 163
6.3.2 赤平极射投影基本原理简述 …… 164
6.3.3 节理化岩体结构与稳定性评价 …… 166
6.4 节理化岩质沿河路基极限平衡分析 …… 175
6.4.1 单平面滑动 …… 175
6.4.2 同向双平面滑动 …… 178
6.4.3 多平面阶梯状滑动 …… 181
6.4.4 楔形体滑动 …… 183
6.4.5 倾倒破坏 …… 185
6.5 小结 …… 189
参考文献 …… 190
第 7 章 沿河路基防治技术研究 …… 192
7.1 概述 …… 192
7.2 影响路基防护结构稳定性的因素 …… 192
7.2.1 引起坡体内剪应力增加的因素 …… 193
7.2.2 造成滑带岩土体强度降低的因素 …… 193
7.3 常见防护结构及其病害分析 …… 194
7.3.1 常见防护结构特点 …… 194
7.3.2 常见防护结构分类 …… 194
7.3.3 防护结构常见破坏方式 …… 195
7.3.4 防护结构病害成因机制 …… 200
7.4 路基病害防治技术概要 …… 200
7.4.1 弯道凹岸最大冲刷深度计算 …… 201
7.4.2 沿河路基的防护对策 …… 202
7.5 石笼防护结构的开发与应用 …… 204
7.5.1 石笼挡墙稳定与变形特性 …… 205
7.5.2 石笼挡土墙设计计算方法 …… 215

7.6　小结 …… 220
参考文献 …… 220
第 8 章　石笼挡土墙沿河路基防护结构的工程应用 …… 222
8.1　城口至岚皋二级公路石笼护面加筋土路堤 …… 222
8.1.1　气象、自然气候 …… 222
8.1.2　地形地貌 …… 222
8.1.3　地层结构 …… 223
8.1.4　水文条件 …… 223
8.1.5　设计原则 …… 223
8.1.6　设计参数 …… 223
8.1.7　示范工段设计 …… 223
8.2　巫溪至十堰二级公路重力式石笼挡土墙 …… 224
8.2.1　气象、自然气候 …… 225
8.2.2　地形地貌 …… 225
8.2.3　地层结构 …… 225
8.2.4　水文条件 …… 226
8.2.5　设计参数 …… 226
8.2.6　K17＋300～K17＋420 段设计 …… 226
8.3　石笼加筋挡土墙示范工程施工与质量控制 …… 227
8.3.1　土工格栅材料 …… 227
8.3.2　墙背回填 …… 228
8.3.3　土工格栅施工 …… 228
8.3.4　施工观测 …… 228
8.3.5　质量检测 …… 229
8.4　重力式石笼挡土墙示范工程施工与质量控制 …… 230
8.4.1　施工准备 …… 231
8.4.2　石笼挡土墙施工 …… 231
8.4.3　施工观测 …… 233
8.4.4　质量检测 …… 235
8.5　小结 …… 235

第1章 绪 论

1.1 研究背景

随着我国公路交通事业的发展，山区公路交通状况得到改善，但山区、丘陵由于地形所限，公路路线多沿江、沿河布线，出现大量的沿河路基，多处沿河路基出现破坏失稳灾害。从调查统计资料来看，主要有四类沿河路基：①路基为天然岸坡，岸坡为岩体或松散堆积体；②填方路基；③沿河的挖方路基；④在不良地质体上修筑形成的路基。沿河路基与其他路基的显著不同点在于河(库)水的存在，由于河流多为季节性河流，受其地质、地形、地貌条件限制，具有水流情况复杂、流速高、汛期冲刷强的特点，尤其河曲路段汛期冲刷远远高于顺直路段。也就是说，河水的存在改变了近河侧路基边缘的水动力条件、路基的地下水文条件、路基的渗透条件，造成路基遭受河水的冲刷、地下水的渗透与浸泡、路基岩土体中超孔隙水压力升高等，导致沿河路基动态变形和失稳破坏频繁发生，影响公路的正常使用。据交通运输部相关信息，仅在2004年汛期，由于云南、贵州、四川、重庆、西藏等省(自治区、直辖市)出现持续阴雨天气，部分地区多次遭受特大暴雨侵袭，沿河公路路基发生大量变形失稳破坏，导致部分路段短时间交通中断。截至2004年7月30日，全国公路出现短时间交通中断200余次，路基失稳破坏5174km，导致路面破坏8032km。为此交通运输部曾紧急安排两批资金共5600万元，支持云南、广西、重庆等省(自治区、直辖市)地抢修公路。由于河水的冲刷淘蚀，沿河路基不仅容易破坏失稳而且难于维修。因此，如果沿河路基失稳，不仅影响山区交通事业的发展，而且还会给当地的经济建设事业带来负面影响。

目前，山区公路沿河路基现状不佳，尤其是有的公路，有些地方随时可能因为水的冲刷、侵蚀而发生失稳。山区沿河路基失稳的主要表现为塌陷、岩崩和滑坡，公路沿河岸坡失稳现象在全国均普遍，尤以西南地区的四川、重庆、贵州、云南等最为发育，此类大小灾害每年都有发生。例如，1998年10月6日巴塘县波戈溪乡国道318线337～338km的巴楚河沿河路基失稳，100多万m^3的滑坡体中有30多万m^3推入巴楚河，30多米高的土坝导致巴楚河被阻断并形成水库。四川成都至九寨沟公路茂县的周场坪段为沿河路基，1995～1998年，因为路基内地下水及河流冲刷等作用导致该路基多次失稳，路基多次修建，在该段留下5个高程不同的废弃路基，最终公路不得不架桥从河对岸通过。该段公路因为河水作用而造成的路基变形、失稳的现象随处可见，每年因此维护路基的费用很高。1995年7月25日

康定境内瓦丹公路 28km 处，大渡河左岸落鹰岩由于河水的作用失稳发生岩崩，8 万多 m^3 乱石堵塞大渡河，使之断流约半小时之久。1997 年甘孜州苏洼龙乡金沙江左岸发生大型滑坡，一次性约 10 万 m^3 的土体滑入江中；1996 年黑水河德石窝沟右岸哈木山发生大型岩崩；1994 年武隆县鸡冠岭发生岩崩，30 万 m^3 的乱石泄入乌江河道。长江上游的岷江、涪江、沱江，以及安宁河中游冕宁—德昌段的沿河公路等都不同程度存在失稳现象；贵州的乌江，西藏自治区的泊龙藏布，云南的澜沧江、怒江及其支流也都出现沿河路基的失稳破坏，造成不同程度的断路和灾害。以长江干流宜宾到武汉段 1700 多 km 的河道为例，公路路基稳定性差和较差的地段，左岸占 52.4%，右岸占 53.8%。这些灾害不但导致公路被毁，而且阻塞河道对当地造成严重社会影响和经济损失。

1.2 研究内容

沿河路基所处的环境具有以下三个鲜明的特点：①路基受到水流冲刷与淘蚀作用；②江河水位变化使路基侵蚀部位变化，坡体内孔隙水压力、渗透压力也发生变化；③在水岩耦合作用下，路基岩土材料的流变作用会加剧透水层孔隙水压力变化，甚至产生超孔隙水压，使不透水层产生上浮力，导致路基失稳。沿河路基的失稳是多种因素，特别是上述三种因素长期作用而发生的一种演变过程。每种因素都可能在一定条件下成为路基失稳的决定性因素。沿河路基的稳定是相对的，稳定中存在不稳定性，失稳是各动态因素作用的结果。因此公路沿河路基失稳是一种动态过程，称为动态失稳。

对于第一个特点，交通运输部近 30 年来将其作为水毁，不同地区根据本地特点展开大量研究，取得很多成果，这些研究成果在路基水毁的评价和设计中得到应用。但在结构物的设计和既有构筑物的危险性评价中，冲撞力和冲刷深度两个参数的确定和计算依据不够充分。在这两个参数方面未再做进一步的研究工作。

对沿河路基的后两个特点前人研究较少，缺乏能用于路基评价和设计的成果。因此有必要对沿河路基灾变机理、稳定性评价方法、土压力计算方法和此类灾害的防灾减灾技术等进行重点研究，以便为沿河路基灾变确定合理的沿河路基防护工程和支挡结构形式与防护治理方案提供依据，也可以为沿河路基的防护工程和支挡结构的设计方案选择提供充分的论证依据。

本书包括以下三个部分：

(1) 沿河路基在多种因素耦合作用下的动态失稳机理研究。

(2) 动水位作用下沿河路基稳定性研究。

(3) 沿河路基防护工程和支挡结构的工程适宜性研究。

此为试读，需要完整PDF请访问：www.ertongbook.com

1.3 研究意义

目前我国山区高等级公路处于建、管、养并重之际，而本书解决的问题是目前山区高等级公路修筑、养护面临的主要问题，因此，本书解决沿河路基在水流作用下的动态失稳机理，为支挡结构和防护工程的选择与设计提供技术支撑，不仅具有较大的经济价值和技术价值，而且具有较好的社会效益。

1.4 国内外研究现状

沿河路基是山区公路路基的主要类型之一，由于河水的作用，其路基不仅容易失稳破坏，且维修困难。通常人们把沿河路基的破坏归结为河水的冲刷作用，针对水流对公路路基的冲刷作用，许多专家和学者从岩土力学、水力学、河流动力学及泥沙运动规律的角度对沿河路基的水毁破坏和防护措施等方面进行研究。这些研究成果都是基于水流冲刷作用，并未考虑水与岩土体之间的相互作用关系，即没有揭露出沿河路基的内在失稳机理，对沿河路基的防护工程和支挡结构物的适宜性研究方面也有所欠缺。

山区公路沿河路基的失稳是一个多因素作用的动态过程，其主要原因为河水对路基的冲刷淘蚀作用、河库水水位的变化引起路基岩土体内的孔隙压力及渗透压力发生变化而使岩土体发生变形破坏及地下水对岩土体的各种不良作用。沿河路基的失稳是上述三种因素长期作用下而发生的一种动态演变过程，因此对沿河路基失稳机理的研究并不能局限在路基水毁研究范畴，而是包括上述三种因素的综合研究，彻底研究清楚其失稳机理，为沿河路基的支护和防治提供理论依据。下面分别从水在岩土体中的渗流、渗流场-应力场耦合分析，以及沿河路基防护工程和支挡结构的主要型式及特点等多个方面进行论述。

1.4.1 水在岩土体中的渗流及孔隙水压力的确定

通常人们把沿河路基的破坏归结为河水的冲刷作用，针对水流对公路路基的冲刷作用，文献[1]～[7]从水力学、河流动力学及泥沙运动规律的角度进行研究。这些研究成果都是基于水流冲刷作用，并未考虑水与岩土体之间的相互作用，即没有揭露出沿河路基的内在失稳机理。高冬光等在西藏自治区进行了川藏公路沿河路基水毁研究，对沿河路基水毁进行了成因分析并对其工程防护措施进行研究[1]。

对于水在岩土体介质中的运动规律，其实质最终可归结为三个方面的问题：①岩土体介质；②水的问题；③水与岩土体介质的相互作用。对于沿河路基岩土体和水而言，其研究核心在于岩土体的透水性、河水的冲刷淘蚀作用、地下水的静水

压力和渗透力，以及各种荷载引起的超孔隙水压力。

Darcy 定律表明，渗流速率 v 与水力梯度 i 之间呈线性比例关系，比例系数 K 称为渗透系数，其数学表达式为

$$v=-Ki \tag{1-1}$$

式中，负号为渗流方向与水中势能增加方向相反。

Darcy 定律是最基本也是最简单的渗流本构方程，大部分土的渗流服从 Darcy 定律，但也有相当一部分土的渗流不服从 Darcy 定律。土体的类别不同，其渗透性也不同。砂性土的渗透性受其颗粒大小、级配、密度及土中的封闭气泡等影响；影响黏性土渗透性的因素要比砂性土复杂，其矿物成分、土的结构和组构对渗透性均有影响。例如，对黏性土，龚晓南给出公式来反映黏性土孔隙比 e 与渗透系数的关系，即

$$e=\alpha+\beta\ln K \tag{1-2}$$

式中，e 为孔隙比；K 为渗透系数；α 与 β 为与塑性指数有关的常数。

各类土的渗透系数变化范围很大，见表 1-1。同时，由于土体具有各向异性，其渗透性也具有各向异性的性质。

表 1-1 各类土渗透系数变化范围[7]

土的种类	渗透系数/(cm/s)
卵石、碎石、砾石	$>1\times10^{-1}$
砂	$1\times10^{-1}\sim10^{-3}$
粉土	$1\times10^{-3}\sim10^{-4}$
粉质黏土	$1\times10^{-5}\sim10^{-6}$
黏土	$\leqslant1\times10^{-7}$

地下水动力学中给出地下水三维非稳定流微分方程：

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x\frac{\partial H}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(K_y\frac{\partial H}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(K_z\frac{\partial H}{\partial z}\right)=\mu_s\frac{\partial H}{\partial t} \tag{1-3}$$

如果为稳定流，则其微分方程变为

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x\frac{\partial H}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(K_y\frac{\partial H}{\partial y}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(K_z\frac{\partial H}{\partial z}\right)=0 \tag{1-4}$$

式中，μ_s 为储水率；H 为渗流水头；K_x、K_y、K_z 为 x、y、z 方向的渗透系数。如果为各向同性介质，即 $K_x=K_y=K_z=K$，式(1-4)变为著名的 Laplace 方程：

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 H}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 H}{\partial z^2}=0 \tag{1-5}$$

此时水中渗流水头与流速的关系为

$$\begin{cases} u_x = -K\dfrac{\partial H}{\partial x} \\ u_y = -K\dfrac{\partial H}{\partial y} \\ u_z = -K\dfrac{\partial H}{\partial z} \end{cases} \tag{1-6}$$

根据有效应力原理，饱和土体内任一平面内受到的总应力可分为有效应力和孔隙水压力两部分，土的变形与强度的变化只取决于有效应力的变化。确定土体中的孔隙水压力，也就能确定其有效应力。孔隙水压力可以通过实测求得，也可以通过计算求得。在各种经典土力学教科书中详细说明了自重应力情况静水位条件下和稳定渗流条件下的孔隙水压力的计算方法。沿河路基除了要受到河流冲刷淘蚀作用外，还要受到行车荷载，因此研究附加应力状态下的孔隙水压力（即超静孔隙水压力）就显得非常重要。确定附加应力状态下的孔隙水压力的一种较为简便的方法是利用孔压系数的概念对孔压进行计算[8]。Skempton 等认为，土中的孔隙压力不仅是由于法向应力所产生，而且剪力的作用也产生新的孔隙压力增量，并在三轴试验研究基础上，提出复杂应力状态下的孔隙压力表达式[9]：

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \tag{1-7}$$

式中，$\Delta\sigma_1$ 和 $\Delta\sigma_3$ 分别为土中大、小主应力的增量；A、B 分别为不同应力状态下的孔隙压力系数。A 常用试验测定，B 的表达式如下：

$$B = \frac{1}{1 + nC_V/C} \tag{1-8}$$

式中，C_V、C 分别为孔隙流体与土的体积压缩系数。

对于饱和土，$B=1$；在非饱和土的情况下，由于土的孔隙中含有空气，$B<1$，且随应力变化而变化。因此，只要知道土体中任一点的大、小主应力变化情况，就可以根据三轴不排水试验中测出的孔压系数 A、B，并利用式(1-7)计算出相应的初始孔隙压力[10~12]。如果不是轴对称三维应力状态，而是一般三维应力状态，主应力增量为 $\Delta\sigma_1 > \Delta\sigma_2 > \Delta\sigma_3$，Henkel 针对此情况提出一个确定饱和土孔隙压力的修正公式，即

$$\Delta u = \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) + \frac{a}{3}\sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2} \tag{1-9}$$

式中，$\Delta\sigma_2$ 为中主应力的增量；a 为 Henkel 系数，需要进行试验测定。而对于非饱和土，毕肖普(1960)提出了修正的有效应力公式：

$$\sigma = \sigma' + u_a - \chi(u_a - u_w) \tag{1-10}$$

式中，u_a 为孔隙气压力；u_w 为孔隙水压力；χ 为与饱和度有关的系数，对于饱和土

其值为1，而对于干土则为0。Fredlund也详细说明了孔隙压力参数的推导，但同时也重点说明这些公式不是用来取代孔隙压力参数的直接量测。墨西哥的Badillo在对非饱和固结土的研究中提出一个可用于三轴试验的重塑土、正常固结或预固结土的孔隙压力公式，即

$$\frac{\Delta u}{\sigma_c}=\frac{\Delta\sigma_m}{\sigma_c}-\left(\frac{\sigma_e}{\sigma_c}-\frac{\sigma_c}{\sigma_e}-1\right)\left[\frac{\sigma_1-\sigma_3}{(\sigma_2-\sigma_3)_f}\right]^{\beta} \tag{1-11}$$

式中，σ_m 为平均应力；σ_c 为各向同性作用的固结应力；σ_e 为与 σ_c 体积变形等效的固结力，正常固结时二者相等；$(\sigma_2-\sigma_3)_f$ 为固结时剪切破坏的应力状态，破坏时 $[(\sigma_1-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)_f]^{\beta}\to 1$，实用时可用三轴固结试验确定系数 β。文献[13]、[14]在Skempton公式基础上根据有效应力理论，以弹性理论和混合物理论为基础导出非饱和黏土孔隙压力的一般公式，并由此得出各向同性压缩和侧向约束压缩两种情况下的孔隙压力计算公式，其表达式见式(1-12)～式(1-15)。

各向同性等压的孔隙压力公式：

$$\Delta u=B\Delta\sigma_z \tag{1-12}$$

$$B=\frac{1}{1+n\dfrac{C_a(1-S_r)-C_wS_r}{m_V(1-n+nS_r)}} \tag{1-13}$$

式中，u 为孔隙度；C_a 为孔隙气的体积压缩系数；C_w 为孔隙水的体积压缩系数；S_r 为饱和度；m_V 为滑架的体积压缩系数；B 为孔隙水压力系数。

侧向约束压缩的孔隙压力公式为

$$\Delta u=B'\Delta\sigma_z \tag{1-14}$$

$$B'=\frac{1}{1+n\dfrac{C_a(1-S_r)-C_wS_r}{m_V(1-n+nS_r)}\left[1+\dfrac{2(1-2\nu)}{1+\nu}\right]} \tag{1-15}$$

试验结果表明，式(1-12)～式(1-15)与Skempton公式构成一致，其中系数 B 的试验结果显示毛细压力对孔隙水压力有一定的影响。表1-2所示为孔隙水压力系数 A 的值。

表1-2 孔隙水压力系数 A 的值

土样(饱和)	A(破坏时)	土样(饱和)	A(对基础沉降来说)
很松的细砂	2～3	严重超固结黏土	−0.5～0
灵敏黏土	1.5～2.5(0.75～1.5)	很灵敏的软黏土	>1
压实砂质黏土	0.25～0.75	正常固结黏土	0.5～1
正常固结黏土	0.7～1.3(0.5～1.0)	超固结黏土	0.25～0.5
轻度超固结黏土	0.3～0.7(0～0.5)	严重超固结黏土	0～0.25
压实黏质砾石	−0.25～0.25		

针对应变软化材料破坏过程中的局部变形和剪切带形成问题，在广义吸力概念的基础上，沈珠江提出广义孔隙压力模型。该模型设 $\bar{s}_0$ 为材料变形前所固有的初始广义吸力，定义广义孔隙压力如下：

$$\bar{p}=\bar{s}_0-\bar{s} \tag{1-16}$$

式中，$\bar{s}$ 为广义吸力，它的作用相当于非饱和土中存在的毛细管吸力[15]。

广义孔隙压力与原来意义上的孔隙压力的不同之处在于后者是可以消散的，而前者则是不能转移的。广义孔隙压力模型的提出，使应变局部软化问题可以应用常规有限元方法进行分析，从而为解决实际工程中的逐渐破坏问题开辟新的途径，对分析沿河路基的渐进性破坏具有重要意义。但应该注意到，运用浮容重简化有效应力的计算，在无渗流的情况下是对的，而在有渗流的条件下只是近似的。现在计算机已经普及，这样简化的意义已不是很大，应当尽可能采用总应力减去孔隙压力的正规算法[16]。

在荷载作用下，路基边坡土体中会产生超孔隙水压力。众多学者对于荷载所引起的超孔隙水压力进行了研究[17,18]。例如，邓子胜利用振动试验研究饱和细粒物料中的超孔隙水压力，获得超孔隙水压力随时间变化的关系定量曲线，论述饱和细粒物料在振动作用下其超孔隙水压力的产生、发展和消散三个阶段，孔隙水在超孔隙水压力作用下向负压区流动而使超孔隙水压力逐渐消散。连镇营和韩国城经过计算分析，比较两种渗透系数下的土体超孔压的消散规律，研究坑壁的侧向变形随固结时间的变化趋势，给出坑底超孔压分布的三维性状。

张有天[19]利用土力学、土动力学及地下水动力学的原理建立超孔压模型，并对唐山沿海地区砂土液化进行研究。陶振宇和窦铁生[20]、速宝玉等[21]研究了沉桩所引起的土体中的超孔隙水压力，引入时间、深度参数分析在饱和软黏土中沉桩时引起的超静孔隙水压力，给出考虑固结效应的超静孔隙水压力的三维解析解；分析超静孔隙水压力在消散过程中桩周土发生曼德尔效应的时间和区域，提出在群桩施工过程中土体中的超静孔隙水压力是消散与累加的综合过程。

仵彦卿[22]通过对挤土桩桩基施工过程中实测资料的分析和理论研究，对饱和软土中桩群范围内超孔隙水压力的产生、分布和变化趋势进行探讨，对桩群外超孔隙水压力的分布规律和影响范围也进行讨论，并认为单桩周围的土压力增量和超孔隙水压力可用圆柱孔扩张理论近似解表示。张均峰等[23]对冲击时饱和砂土超孔隙水压力进行试验研究，得到其建立和消散过程，分析多次冲击对超孔隙水压力建立的影响，得到一次冲击就能使饱和砂土完全液化的冲击强度临界值[23]。

1.4.2 地下水对岩体及其裂隙的力学作用

节理岩体不同于土体，它不是由细颗粒组成的多孔介质，而是由被裂隙切割后的岩石块体所构成的实体，是一种多相介质体系，具有各向异性、不连续性及非均

质性的特点，是具有某种几何形状的不连续裂隙系统。因此，岩体的渗流相对于土体的渗流是不一样的，有着相当大的区别。对于大多数岩石块体而言，其渗透性是相当弱的。但岩体是由裂隙切割的岩石块体组成的，岩体中的裂隙系统就构成岩体的透水系统。有裂隙的岩体与无裂隙的岩石块体相比较，其渗透系数要大3～5个数量级[24]，并且节理岩体中的裂隙可以分为好多组，因此裂隙岩体渗流是各向异性的。

节理中水的渗流与节理的张开度有关系，也与节理表面的粗糙度有关。为了方便研究水在裂隙中的流动，必须将裂隙进行一定程度的简化或抽象，最早是将裂隙简化为两块光滑平行板构成的缝隙。Snow 对裂隙水力学进行开创性的试验研究和理论研究，建立了通过裂隙的流量与裂缝宽度 3 次方成比例的经典公式(立旋律)[25]，即

$$q=K_f J_f e=\frac{g e^3}{12\mu} J_f \tag{1-17}$$

式中，μ 为水的黏滞系数；J_f 为水力梯度。

当节理面粗糙，节理开度也是变化的，且节理内常有各种充填物充填时，立方定律丧失其应用条件，不能准确描述粗糙节理水渗流状态，这是不能解决实际问题的。为此，可以采取修正节理开度[26]和修正渗透系数[27]两种方法进行处理。

与饱和状态相比，裂隙在非饱和状态及部分饱和状态下，其水力特性是不同的[28]。饱和状态下其裂隙孔隙压力大于 0，绝大部分水流是按照立方定律分布在大的裂隙里；非饱和状态下其裂隙孔隙压力为负值，绝大部分水流分布在隙宽较小的范围内，其大隙宽区因毛细管吸力较小而不能持水。杜时贵[24]认为，大多数坚硬岩石的黏聚力 c、内摩擦角 φ 值不会因为水的存在而有显著的变化。但剪切强度降低是因为节理面有效法向应力降低所引起的。

节理中地下水的存在降低了软岩节理的强度，使硬岩中非贯通节理的尖端产生应力集中而使裂隙容易扩展和变形。确定坚硬岩体的强度特性时，裂隙孔隙水压力比含水量更为重要。但对如泥岩等软岩来说，除了要考虑地下水降低岩体节理的有效法向应力外，还要考虑 c、φ 值的变化。岩体中的渗透压力对岩体的变形有着非常重要的影响，渗透压力导致节理的扩展和变形，而节理的扩展和变形又加大地下水渗流，二者相互作用，影响岩体的稳定性。文献[29]、[30]由均质裂隙岩体不同深度的钻孔压水试验资料提出岩石渗透系数与正应力的著名半经验公式：

$$K=K_0 e^{-\alpha\sigma_v} \tag{1-18}$$

并认为正应力很小时，裂隙隙宽为 0 的接触区类似一些相互独立的小岛；正应力很大时接触区扩大为中间有湖泊的陆地。因此，裂隙内是否能形成水流与裂隙尺寸有关。郑少河和赵阳升等用实际裂隙进行三轴应力条件下的渗流试验，在假定裂隙面的剪应力为 0 的前提下，提出改进公式：

此为试读，需要完整PDF请访问：www.ertongbook.com